

MEMORIA DE CÁLCULO SALÓN DE EVENTOS CLUB PUEBLO VIEJO

El proyecto a diseñar consiste en un salón de eventos que estará localizado en el Club Pueblo Viejo en el municipio de Cota, Cundinamarca. Este cuenta con 1 piso que será aprovechado para reunión de personas. El salón cuenta con un sistema de piso de losa nervada con viguetas en una dirección considerando particiones frágiles para todas las estructuras. Se considerarán columnas cuadradas y vigas descolgadas, es decir, la altura de las vigas es distinta a la altura del sistema de piso. El sistema estructural de la edificación estará conformado por pórticos resistentes a momento de concreto reforzado con una capacidad de disipación de energía moderada (DMO) debido a que el proyecto se encuentra ubicado en una zona de amenaza sísmica baja.

El pre-dimensionamiento, dimensionamiento y el diseño de los elementos estructurales, según los parámetros de diseño estipulados en la normativa sismo-resistente colombiana NSR-10 (con la actualización realizada en el año 2017) de la estructura a realizar en el Club Pueblo Viejo. Lo anterior, trabajando en conjunto con el diseño arquitectónico y la definición de áreas.

Análisis sísmico

Para la elaboración del espectro elástico es necesario definir todas las variables sísmicas a partir de la ubicación de la estructura. Inicialmente se debe determinar el movimiento sísmico de diseño en función de la aceleración pico efectiva (A_v) y de la velocidad pico efectiva (A_v), para una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. A partir de la Tabla A.2.3-2 se obtienen los valores de los parámetros mencionados anteriormente y la zona de amenaza sísmica para todas las capitales de los departamentos del país.

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

FIGURA 1. VALORES DE A_a Y A_v -NSR10

Para la ciudad de Bogotá, específicamente el municipio de Cota se tienen los siguientes valores:

$$A_a = 0.15$$

$$A_v = 0.2$$

Zona de amenaza sísmica = Intermedia

Adicionalmente, se determinan los valores de los coeficientes F_a y F_v para periodos cortos e intermedios, respectivamente, que permiten amplificar las ordenadas del espectro en roca. Estos coeficientes se encuentran en la Tabla A.2.4-3 y A2.4-4 en función del tipo de perfil de suelo. Mediante un estudio geotécnico se estableció que se tiene un tipo de perfil E en la ubicación del proyecto.

Tabla A.2.4-3

Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

FIGURA 1. VALORES PARA EL COEFICIENTE F_A – NSR10

Tabla A.2.4-4

Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

FIGURA 2. VALORES PARA EL COEFICIENTE F_v – NSR10

De esta manera se tienen los siguientes valores para los factores de sitio:

$$F_a = 2.1$$

$$F_v = 3.2$$

El grupo de uso de la edificación se establece de acuerdo con el Título A.2.5.1. En particular, el proyecto Salón de Eventos, Club Pueblo viejo es de Grupo II – Estructuras de ocupación especial, pues se encuentra dentro de los requerimientos establecidos por la NSR-10 Título A.2.5.1.3: a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón. A partir del uso se define el coeficiente de importancia I según la Tabla A.2.5-1, en donde, para el grupo de uso II, el coeficiente de importancia es de 1.1

Tabla A.2.5-1
Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

FIGURA 3. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA PARA SISMO - NSR10

TABLA 1. RESUMEN DE VARIABLES DE DISEÑO: ANÁLISIS SÍSMICO

Variable	Valor
Aceleración pico efectiva, A_a	0.15
Velocidad pico efectiva, A_v	0.2
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Perfil de suelo	E
Coficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos cortos, F_a	1.05
Coficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios, F_v	3.2
Grupo de uso	II
Coficiente de importancia, I	1.1
Capacidad de disipación de energía	DMO

Espectro elástico de aceleraciones de diseño

A partir de las variables definidas en la Tabla es posible realizar el espectro elástico de aceleraciones para un amortiguamiento de 5%. En la figura A.2.6-1 se muestra la forma del espectro y las respectivas fórmulas para hallar los valores de las aceleraciones en función del periodo de vibración.

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

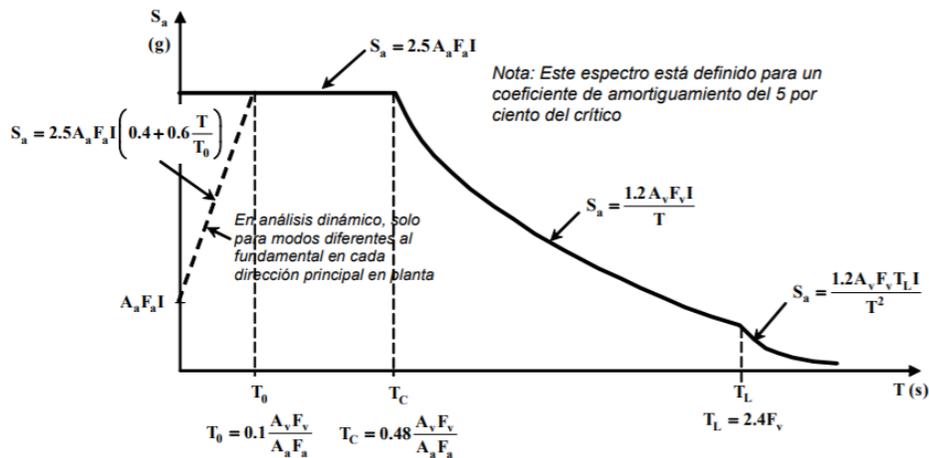


Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g

FIGURA 2. ESPECTRO DE ACELERACIONES - NSR10

En donde:

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.1 \frac{0.2 * 3.2}{0.15 * 2.1} = 0.203$$

$$T_C = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} = 0.48 \frac{0.2 * 3.2}{0.15 * 2.1} = 0.98$$

$$T_L = 2.4 F_v = 2.4 * 3.2 = 7.68$$

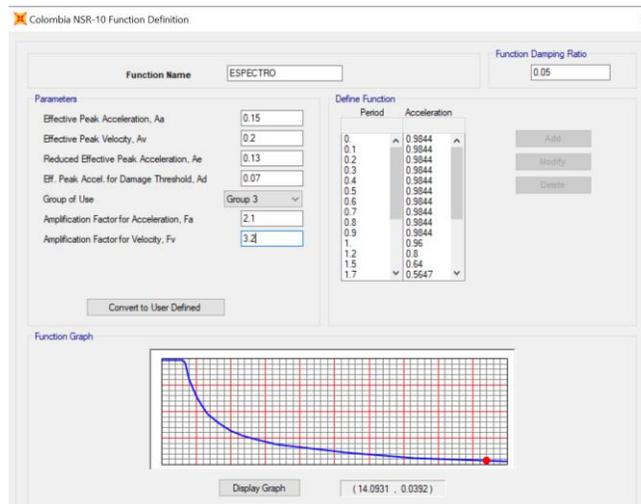


FIGURA 3. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES PARA EL MUNICIPIO DE COTA

Variables de cargas de viento

El análisis de cargas de viento se realizará a través del procedimiento simplificado establecido en el título B.6.4. Es importante resaltar la estructura del proyecto cumple con las condiciones señaladas, pues la altura promedio h es menor a 18 metros, cuenta con regularidad de forma y es un edificio cerrado como se define en la sección B.6.2.

Primero, es necesario precisar la velocidad básica del viento que tendría una ráfaga de 3 segundos a 10 metros de altura según la región. Estas velocidades se definen en la Figura B.6.4-1.

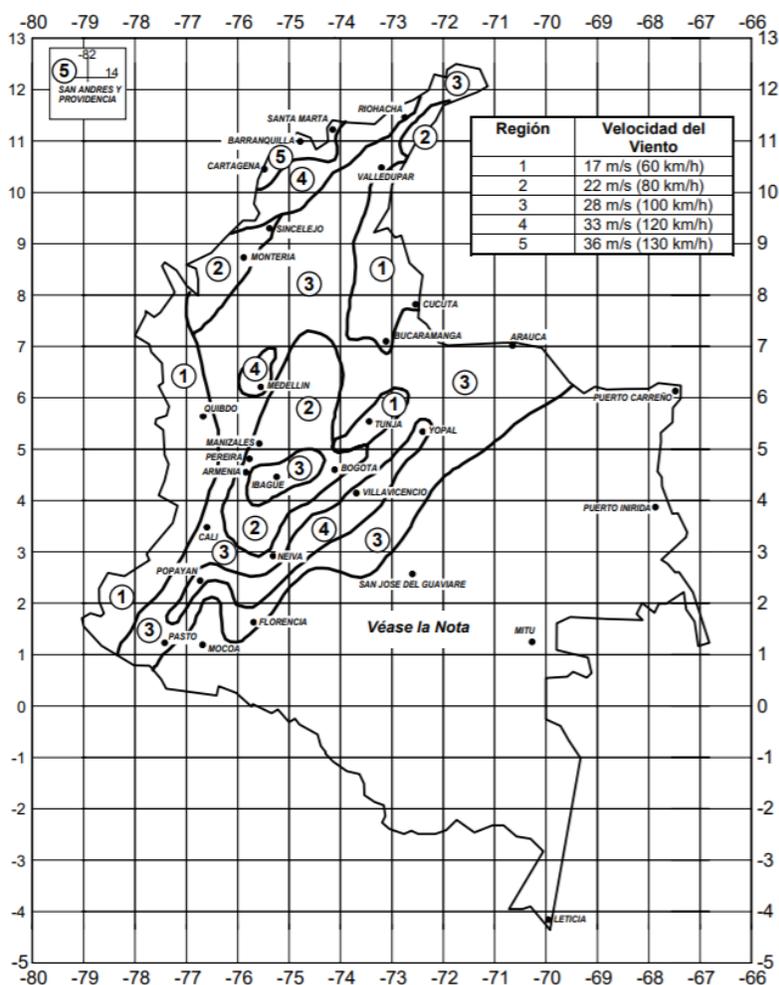


FIGURA 4. VELOCIDAD BÁSICA DE VIENTO - NSR10

Para el municipio de Cota, la velocidad básica de viento es de 22 m/s o 80 km/h, teniendo en cuenta las combinaciones de carga para ser utilizadas con el método de esfuerzos de trabajo estipuladas en la sección B.2.3.

El coeficiente de importancia, I, se determina con la Tabla B.6.5-1 de acuerdo con el grupo de uso. Anteriormente se definió un grupo de uso II, por lo tanto, el coeficiente de importancia para el análisis de cargas de viento es de 1.

La exposición de las edificaciones se establece teniendo en cuenta las consideraciones de la sección B.6.5.6. Según la rugosidad del terreno, se tiene una categoría de exposición de tipo B pues el proyecto está localizado en un terreno abierto con pocas obstrucciones, con campos planos y praderas.

Luego, se define el coeficiente de ajuste, λ , el cual se encuentra en la Figura B.6.4-2.

**Factor de Ajuste por
Altura del Edificio y Exposición, λ**

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4,5	1.00	1.21	1.47
6,0	1.00	1.29	1.55
7,5	1.00	1.35	1.61
9,0	1.00	1.40	1.66
10,5	1.05	1.45	1.70
12,0	1.09	1.49	1.74
13,5	1.12	1.53	1.78
15,0	1.16	1.56	1.81
16,5	1.19	1.59	1.84
18,0	1.22	1.62	1.87

FIGURA 5. FACTOR DE AJUSTE POR ALTURA DEL EDIFICIO Y EXPOSICIÓN – NSR10

Como se puede observar en la Figura 5, este coeficiente depende directamente de la altura del edificio y la exposición, es por esto que se tendrán diferentes valores de λ según el edificio analizado.

Una vez hallado el factor de ajuste λ , se determina el factor topográfico K_{zt} . Para términos del proyecto se tiene un factor de ajuste de 1 pues los edificios no se encuentran ubicados sobre colinas o escarpes.

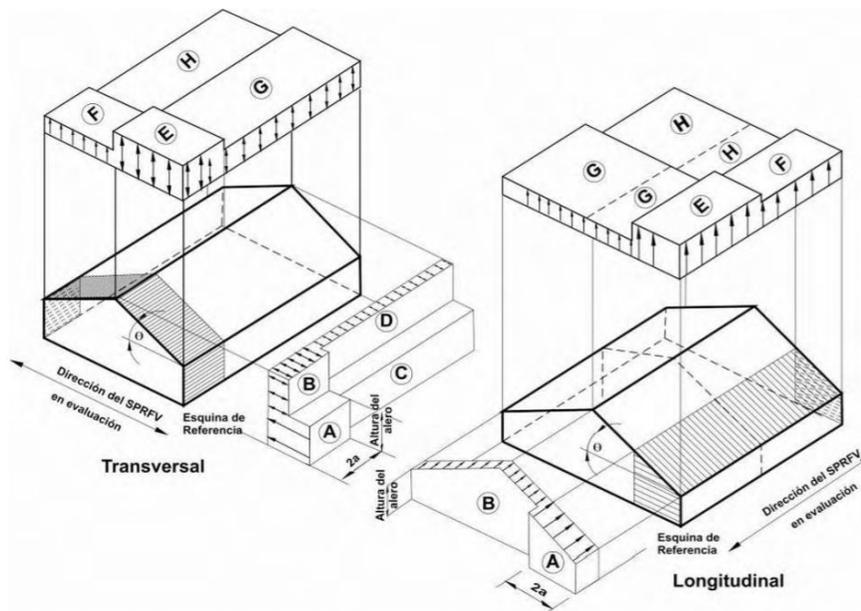
TABLA 2. RESUMEN DE VARIABLES DE DISEÑO: CARGAS DE VIENTO

Variable	Valor
Región	2
Velocidad del viento	22 m/s o 80 km/h
Factor de Importancia, I	1
Exposición	B
Factor topográfico, Kzt	1

Ahora, siguiendo el procedimiento simplificado, es posible calcular las presiones de viento de diseño para el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento mediante la ecuación B.6.4-1:

$$p_s = \lambda K_{zt} I P_{S10}$$

En donde P_{S10} corresponde a la presión de viento de diseño simplificada para la categoría de exposición B con $h=10m$. Estas presiones, así como las zonas de presión, se encuentran en la Figura B.6.4-2.



Para una velocidad básica de viento de 22 m/s o 80 km/h y un ángulo de inclinación de la cubierta de cero grados, los valores de P_{S10} son:

TABLA 1. PRESIONES DE VIENTO DE DISEÑO SIMPLIFICADAS

Zonas	Presiones horizontales				Presiones verticales			
	A	B	C	D	E	F	G	H
Ps10 (kN/m ²)	0.5	-0.26	0.33	-0.15	-0.6	-0.34	-0.41	-0.26

Las presiones finales de diseño se presentarán a lo largo del documento para cada uno de los edificios analizados, así como sus respectivas fuerzas. Estas presiones serán tenidas en cuenta a la hora de realizar los análisis de combinaciones de carga en los modelos desarrollados en SAP2000.

Propiedades de los materiales

TABLA 2. VARIABLES DE DISEÑO: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Variable	Valor
Resistencia a la compresión del concreto, f'_c	28 MPa
Módulo de elasticidad del concreto, E_c	$4700\sqrt{f'_c} = 27.8 \text{ GPa}$
Peso específico del concreto, γ_c	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo, E_s	200 GPa
Relación entre el agua y el material cementante, a/mc	0.4
Esfuerzo de fluencia del acero, f_y	420 MPa

Predimensionamiento

- Sistema de piso

El sistema de piso del salón de eventos consiste en viguetas ubicadas de forma paralela a la dirección de la luz más larga. Para el predimensionamiento se hace uso de la Tabla C.9.5(a) en donde se establece la altura o espesor mínimo para sistemas de piso que soporten particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

TABLA CR.9.5 — Alturas o espesores mínimos recomendados para vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección que soporten muros divisorios y particiones frágiles susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes, a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{19}$	$\frac{\ell}{7}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{11}$	$\frac{\ell}{12}$	$\frac{\ell}{14}$	$\frac{\ell}{5}$

La Notas son las mismas de la Tabla C.9.5(a) del Reglamento.:

FIGURA 6. ALTURA MÍNIMA PARA PARTICIONES FRÁGILES

Teniendo en cuenta las luces y las condiciones de apoyo en las plantas del auditorio, los espesores mínimos se muestran a continuación:

TABLA 3. ESPESORES MÍNIMOS PARA EL SISTEMA DE PISO DEL SALÓN DE EVENTOS

Placa	Condición de apoyo	Luz (m)	Altura mínima (m)
1	SA	9	0.8

De esta manera, se tiene que el espesor o altura mínima es de $h = 0.8$ metros. Una vez establecido el espesor del sistema de piso, se determinan las dimensiones de las viguetas y la loseta.

Haciendo un análisis detallado, fue posible disminuir las dimensiones del sistema de piso cumpliendo con todos los requerimientos de la NSR 10.

TABLA 7. DIMENSIONES FINALES DEL SISTEMA DE PISO DEL AUDITORIO

Elemento	Límite	Valor (m)
Altura sistema de piso, h	-	0.4
Ancho viguetas, b_v	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0,10 \text{ m} \\ h/5 \end{array} \right.$	0.12
Separación, S	$\min \left\{ \begin{array}{l} 1,2 \text{ m} \\ 2,5h \\ 9b_v \end{array} \right.$	1.2
Altura loseta, h_p	$\max \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \text{ m} \\ (s - b_v)/12 \end{array} \right.$	0.05
Altura vigueta, h_v	$h_v = h - h_p$	0.35

A continuación, se presenta un esquema de la sección transversal de la losa nervada:

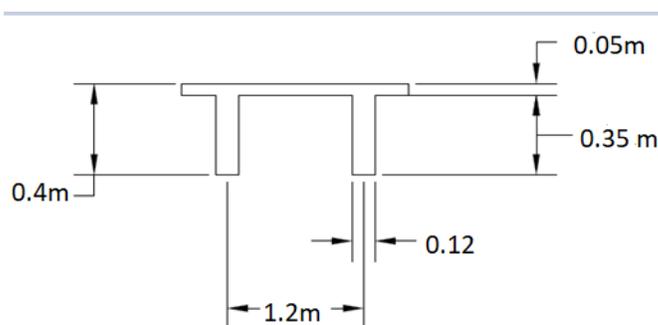


FIGURA 7. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE PISO - AUDITORIO

- Vigas

Para edificios de mediana altura con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos y capacidad de disipación de energía DMO, la base de la viga debe calcularse teniendo en cuenta la siguiente limitación usando múltiplos de 5 centímetros:

$$b_{v_{min}} = 0.35 \text{ m}$$

Por otro lado, se mantiene una relación de esbeltez entre la base y la altura de la viga de 1.3. Es importante mencionar que se hará uso de vigas descolgadas, es decir, la altura de las vigas será diferente a la altura del sistema de piso. Así pues, partiendo de las consideraciones mencionadas, las dimensiones finales de las vigas son:

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

$$b_{vigas\ de\ carga} = 0.35m$$

$$h_{vigas\ de\ carga} = 7m$$

$$b_{vigas\ de\ amarre} = 0.35m$$

$$h_{vigas\ de\ amarre} = 0.35m$$

- Columnas

Las columnas fueron predimensionadas luego de hacer el avalúo de cargas y después de determinar la carga última por metro cuadrado que es ejercida sobre la columna con mayor área aferente.

De esta forma, considerando el área y las dimensiones mínimas que deben poseer, las dimensiones finales de las columnas son:

$$b_{col} = b_{viga} = 0.35m$$

$$h_{col} = 0.35m$$

Memoria de cálculos

- Avalúo de cargas

Carga muerta

- Sistema de piso: Se incluye el peso de la loseta, las viguetas, el cielo raso y los acabados de piso. Es importante mencionar que aún no se tiene el diseño arquitectónico de las plantas, por lo tanto, se desconocen las especificaciones de elementos no estructurales horizontales y verticales, es por esto que se escogieron los valores más razonables según la finalidad del edificio. A partir de la sección B.3.4 se fijaron los valores de cargas muertas mínimas por metro cuadrado para los elementos no estructurales mencionados.

Los valores por metro cuadrado de la loseta y las viguetas se calculan de la siguiente manera:

$$W_{D_{losteta}} = \gamma_c h_p$$

$$W_{D_{viguetas}} = \frac{\gamma_c b_{viguetas} h_{viguetas}}{S}$$

TABLA 8. PESO POR METRO CUADRADO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA DE PISO – SALÓN DE EVENTOS

Elemento	Carga (kN/m ²)
Loseta	1.2
Viguetas	0.84
Ductos	0.25
Acabados de Piso	1.2
Muros mampostería	1.5

TABLA 4. PESO POR METRO CUADRADO DEL SISTEMA DE PISO – SALÓN DE EVENTOS

Placa	Carga (kN/m ²)
Placa 1	5

Para calcular el peso en kN del sistema de piso se multiplica por el área de la placa teniendo en cuenta sus respectivas irregularidades.

TABLA 5. ÁREA DE LAS PLACA – SALÓN DE EVENTOS

	Placa 1
Área (m ²)	335

➤ Vigas

$$\text{Longitud vigas placas 1 y 3} = 551.2 \text{ m}$$

$$\text{Longitud vigas placa 2} = 498 \text{ m}$$

$$W_{vigas} = \gamma_c * h_{vigas} * b_{vigas} * \text{Long vigas}$$

➤ Columnas

$$W_{columnas} = \gamma_c * h_{columnas} * b_{columnas} * h_{afereente} * \text{Número de columnas}$$

TABLA 6. ALTURAS AFERENTES A LAS PLACAS – SALÓN DE EVENTOS

Placa	Altura (m)
1	3.5

➤ Fachada: Muros exteriores de paneles con enchape en ladrillo (Tabla B.3.4.2-4).

$$W_{D_{Fachada}} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

$$\text{Perímetro} = (19\text{m} * 2) + (18\text{m} * 2) = 74\text{m}$$

$$W_{fachada} = W_{D_{Fachada}} * \text{Perímetro} * h_{placa}$$

- Particiones: Como se mencionó anteriormente, el diseño arquitectónico aún no se ha establecido, es por esto que se escogió un valor aproximado de 2 kN/m² para particiones.

$$W_{particiones} = W_{D_{particiones}} * \text{Área de la placa}$$

- Peso total debido a carga muerta: A continuación, se muestra un resumen del peso muerto total en kN del salón de eventos:

TABLA 7. PESO MUERTO EN KN PARA EL SALÓN DE EVENTOS

	Placa 1
Sistema de piso	1,674
Vigas	793
Columnas	160
Fachada	647
Total	3,274

Carga viva

De acuerdo con la Tabla B.4.2.1-1, para una ocupación o uso de reunión-áreas recreativas, la carga viva por metro cuadrado es de 5.

Adicionalmente, se consideran los efectos de empozamiento de agua y granizo.

$$W_{Le} = 1000\text{kg}/\text{m}^3 * 0.05\text{m} * 9.81\text{m}/\text{s}^2 = 0.4905 \text{ kN}/\text{m}^2$$

$$W_G = 1 \text{ kN}/\text{m}^2$$

TABLA 8. CARGA VIVA POR METRO CUADRADO DEL SAL

Carga viva (kN/m2)	
L	5

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

Le	0.4905
G	1

TABLA 9. PESO VIVO EN KÑ PARA EL SALÓN DE EVENTOS

	Placa 1
Carga Viva	1710
Empozamiento	167
Granizo	342
Total	2220
Carga Viva 25%	427.5
TOTAL	936.5

➤ Fuerza horizontal equivalente

En primer lugar, es necesario calcular el periodo fundamental aproximado mediante la ecuación A.4.2-3 de la NSR-10, en donde C_t y α se adquieren a través de la tabla A.4.2-1 los cuales dependen del sistema estructural. Como la estructura del proyecto tiene un sistema estructural de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momento de concreto reforzado, los valores de C_t y α son 0.047 y 0.9, respectivamente. De esta manera, el periodo fundamental aproximado se calcula de la siguiente manera en donde h corresponde a la altura total del edificio:

$$T_a = C_t h^\alpha \quad \text{Ecuación A. 4.2 - 3}$$

$$T_a = 0.047 * 3.5^{0.9} = 0.145 \text{ s}$$

$$0,5s \geq T_a \rightarrow k = 1$$

Como el periodo fundamental aproximado es menor al periodo de vibración T_C , la aceleración espectral del auditorio corresponde a:

$$S_a = 2.5A_a F_a I = 0.43$$

Las fuerzas sísmicas se obtienen a partir del método de Fuerza Horizontal Equivalente (FHE) y para esto se necesita el peso de la estructura. En la Tabla 10 se encuentra el peso debido a la carga muerta y el 25% de carga viva para cada uno de los pisos:

TABLA 10. PESO TOTAL DEL SALÓN DE EVENTOS

TOTAL (1D+0.25L)	
Placa 1	3701.5

Cortante basal:

$$V_s = W_{tot}S_a = 1602.75 \text{ kN}$$

$$C_j = \frac{W_j h_j^k}{\sum_{j=1}^n (W_j h_j^k)}$$

$$F = C_j V_s$$

$$\text{Torsión accidental } X = F_j(0.05L_y)$$

$$\text{Torsión accidental } Y = F_j(0.05L_x)$$

TABLA 11. FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE – SALÓN DE EVENTOS

Piso	Wi (kN)	hi	Wi*hi ^k	Cvi	Fi (kN)
1	3701	3.5	12953.5	1	1602.99563

➤ Verificación de derivas de piso con métodos aproximados: Wilbur

TABLA 17. DERIVAS DE PISO EN DIRECCIÓN X Y Y PARA EL SALÓN DE EVENTOS

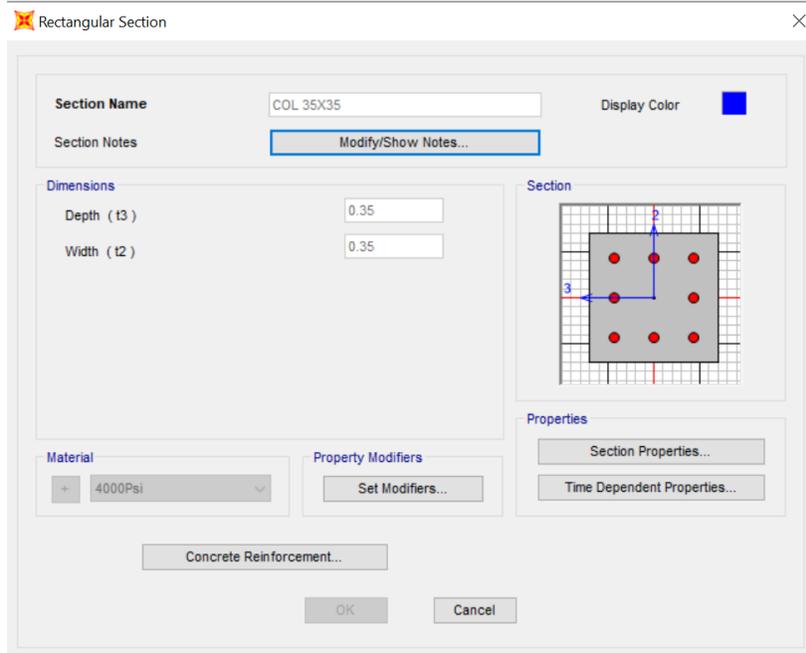
Placa	hi (m)	Rn (KN/m)	Vn (KN)	Delta n (m)	Deriva (%)
1.00	3.50	146,756.22	3,205.99	0.0287	0.82

Como la deriva es menor al 1%, todas las dimensiones de los elementos estructurales cumplen y no hay necesidad de dimensionar.

Modelo computacional

El análisis computacional del salón de eventos se llevo a cabo teniendo en cuenta los siguientes aspectos: ejes principales, materiales y secciones transversales de los elementos, condiciones de apoyo, diafragmas rígidos, zonas rígidas en las conexiones viga-columa, definición del espectro de pseudo-aceleración, patrones de carga, casos de carga,

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos
combinaciones de carga, fuente de masa, análisis modal espectral, efectos P-Delta, entre
otros.



Rectangular Section

Section Name: COL 35X35 Display Color:

Section Notes:

Dimensions

Depth (t3): 0.35

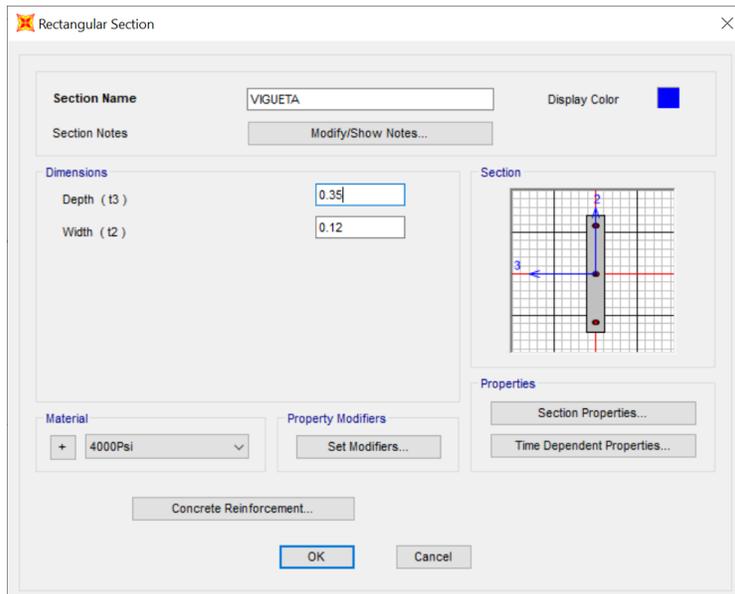
Width (t2): 0.35

Section

Material: 4000Psi

Property Modifiers:

Properties:



Rectangular Section

Section Name: VIGUETA Display Color:

Section Notes:

Dimensions

Depth (t3): 0.35

Width (t2): 0.12

Section

Material: 4000Psi

Property Modifiers:

Properties:

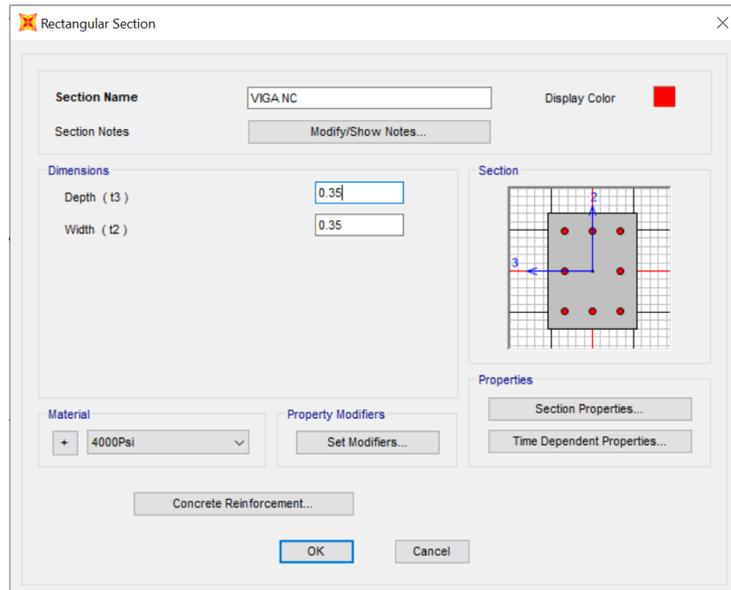


FIGURA 8. SECCIONES TRANSVERSALES DE LOS ELEMENTOS – SALÓN DE EVENTOS

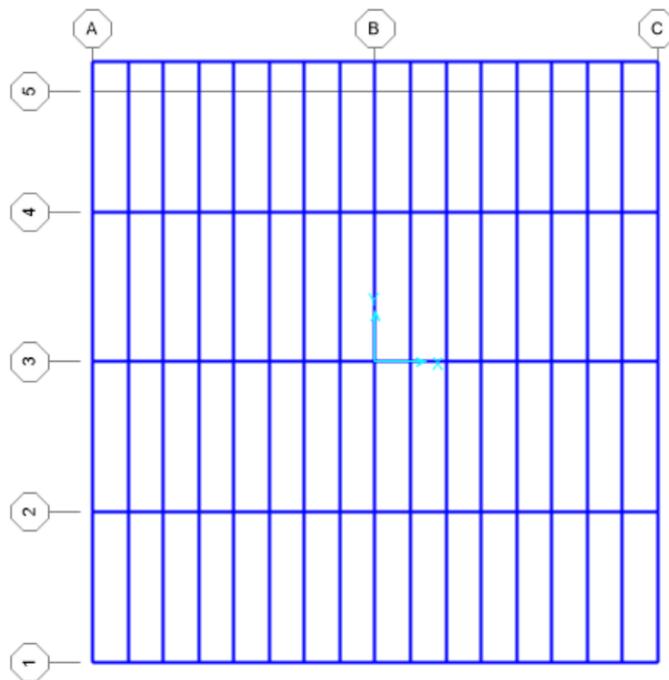


FIGURA 9. VISTA EN PLANTA DE LA PLACA 1 – SALÓN DE EVENTOS

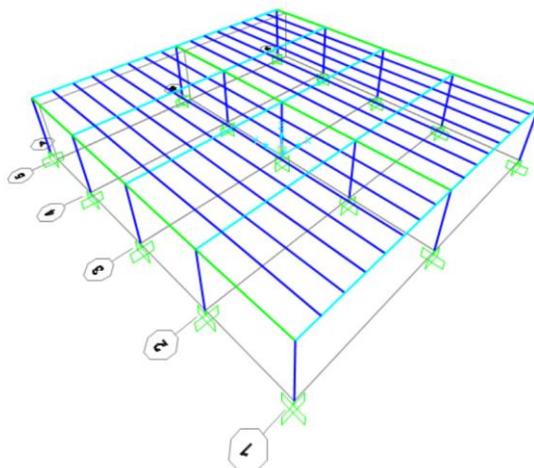


FIGURA 10. MODELO COMPUTACIONAL – SALÓN DE EVENTOS

Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales es necesario tener en cuenta todos los requisitos de diseño sismorresistente establecidos en el capítulo C.21 de la NSR-10. Teniendo en cuenta que las estructuras realizadas consisten en pórticos ordinarios resistentes a momento de disipación de energía DMO, se deben acoger todos los requerimientos del capítulo C.21.2. No obstante, deben cumplir algunos requisitos adicionales dado que prácticamente todo el territorio colombiano está expuesto a la ocurrencia de sismos.

- Vigas

Una vez identificado el pórtico crítico, se obtienen las fuerzas internas de la viga crítica por medio del modelo computacional realizado en SAP2000. El análisis de fuerzas internas se desarrolló teniendo en cuenta una envolvente con distintas combinaciones de carga definidas en el modelo. Estas fuerzas internas se adquieren cara 0.5 metros con el fin de realizar un diseño detallado. A continuación, se muestran los parámetros iniciales para el diseño de las vigas:

FIGURA 11. PARÁMETROS INICIALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE CARGA – SALÓN DE EVENTOS

h _v (m)	0.7
d' (m)	0.06
d (m)	0.64

Memoria de cálculo Diseño Estructural Salón de Eventos

bv (m)	0.35
hc (m)	0.35
bc (m)	0.35
f'c (Mpa)	28
fy (Mpa)	420
Ec (Mpa)	27805.575
Es (Mpa)	200
β_1	0.8
ϵ_c	0.003
ϵ_t	0.005
ϵ_y	0.0021
Φ flexión	0.9
Φ cortante	0.75

FIGURA 12. PARÁMETROS INICIALES PARA EL DISEÑO DE VIGAS DE AMARRE – SALÓN DE EVENTOS

hv (m)	0.35
d' (m)	0.06
d (m)	0.64
bv (m)	0.35
hc (m)	0.35
bc (m)	0.35
f'c (Mpa)	28
fy (Mpa)	420
Ec (Mpa)	27805.575
Es (Mpa)	200
β_1	0.8
ϵ_c	0.003
ϵ_t	0.005
ϵ_y	0.0021
Φ flexión	0.9
Φ cortante	0.75

Diseño a flexión

Los diseños a flexión de las vigas se realizaron teniendo en cuenta los momentos en la cara de las columnas. Es importante resaltar que para este diseño se tuvieron en cuenta todos los

valores de la envolvente tanto para momento positivo como para negativo, de esta manera, se asegura que exista suficiente refuerzo para las posibles ocurrencias de los momentos. A continuación, se presentan las fórmulas y consideraciones tenidas en cuenta para el diseño a flexión de las vigas:

- Cuantía y acero mínimo:

$$\rho_{min} = \max\left(\frac{1.4}{f_y}, \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right) \quad A_{smin} = \rho_{min}bd$$

De acuerdo con el capítulo C.21.2.2, las vigas deben tener al menos dos barras longitudinales colocadas a lo largo de ambas caras superior e inferior, las cuales deben desarrollarse en la cara del apoyo.

- Cuantía máxima:

$$\rho_{max} = 0,85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_t}\right)$$

- Cuantía requerida:

$$\rho_{requerida} = \frac{f'_c}{1.18f_y} - \sqrt{\left(\frac{f'_c}{1.18f_y}\right)^2 - \frac{M_u f'_c}{\phi 0.59bd^2 f_y^2}} \quad A_{srequerido} = \rho_{requerida} * bd$$

- Diseño a compresión: Luego de calcular la cuantía requerida en función del momento, se debe chequear si la viga necesita ser doblemente reforzada. Para esto, se debe analizar las siguientes condiciones:

$$\rho_{requerida} < \rho_{max} \rightarrow \text{Simplemente reforzada}$$

$$\rho_{requerida} > \rho_{max} \rightarrow \text{Doblemente reforzada}$$

Diseño a cortante

Los diseños a cortante de las vigas se realizaron teniendo en cuenta los cortantes a una distancia d de la cara de la columna. Es importante resaltar que para este diseño se tuvieron en cuenta los máximos valores para cortante de las envolventes. En adición, se hizo uso de barras número 4 exclusivamente para los flejes de las vigas.

De acuerdo con el capítulo C.21.2, para los diseños a cortante de las vigas no es necesario tener en cuenta el momento probable debido a que se trata de una estructura con capacidad de disipación de energía DMO. A continuación, se presentan las fórmulas y consideraciones tenidas en cuenta para el diseño a cortante de las vigas:

- Resistencia del concreto:

$$V_c = 0,17 * \sqrt{f'c} b_w d$$

- Cortante requerido: A partir de los valores de V_u y de V_c , se calcula la resistencia a cortante requerida.

$$V_{s \text{ requerido}} = \begin{cases} \frac{V_u}{0,75} - V_c > 0 \rightarrow \frac{V_u}{0,75} - V_c \\ \frac{V_u}{0,75} - V_c < 0 \rightarrow 0 \end{cases}$$

- Área de refuerzo a cortante mínima:

$$A_{v_{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,062 \sqrt{f'c} * b * S}{f_y} \\ \frac{0,35 * b * S}{f_y} \end{array} \right.$$

- Separación requerida:

$$S_{req} = \frac{A_{sv} * f_{yt} * d}{V_{s req}}$$

- Separación máxima:

$$Si V_s \leq 0,33 \sqrt{f'c} bd \rightarrow S_{m\acute{a}x} = \min \left\{ \begin{array}{l} d/2 \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$Si 0,33 \sqrt{f'c} bd < V_s < 0,66 \sqrt{f'c} bd \rightarrow S_{m\acute{a}x} = \min \left\{ \begin{array}{l} d \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$Si V_s > 0,66 \sqrt{f'c} bd \rightarrow \text{Redimensionar}$$

➤ Separación de diseño:

DMO	$s \leq d_v/2 \quad S_c \leq \begin{cases} d_v/4 \\ 8d_b \\ 24d_{bv} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$
------------	---

Viga carguera

La viga crítica carguera se encuentra en el pórtico 3 en la dirección X.

1. Diagrama de momentos

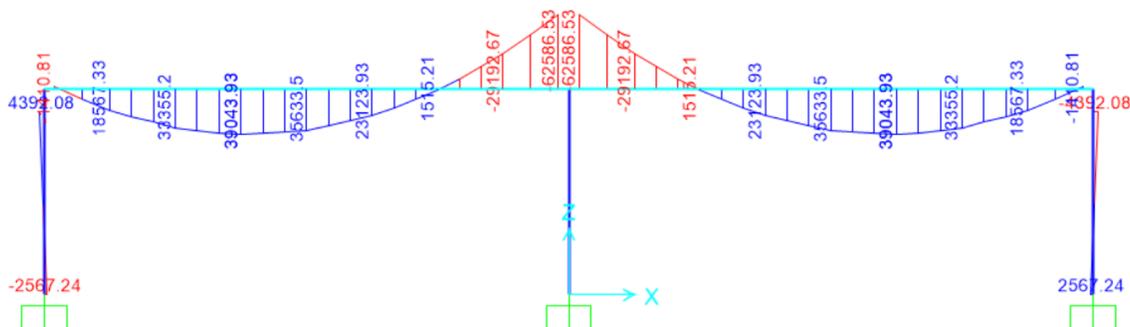


FIGURA 13. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGA CRÍTICA DE CARGA TÍPICA

El análisis se realizó empezando a 0.175 metros. Para el caso del salón de eventos se utilizaron 4 barras número 5 como refuerzo mínimo y para el refuerzo adicional se utilizaron barras número 8 y barras número 6.

En la carpeta de Anexos se encuentra el diseño completo de la viga carguera del salón de eventos.

2. Diagrama de cortantes

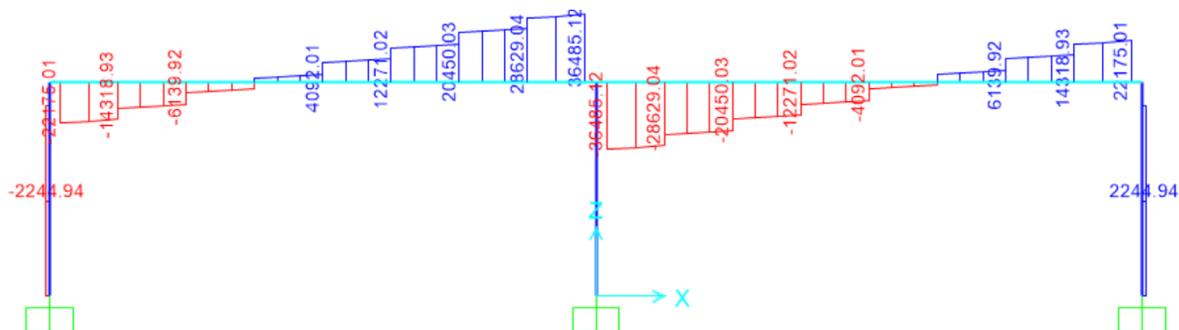


FIGURA 14. DIAGRAMA DE CORTANTES VIGA CRÍTICA DE CARGA TÍPICA

Para el caso del salón de eventos se utilizaron flejes número 3. En las zonas confinadas separados cada 10 cm y en las no confinadas, separados cada 30 cm.

Viga de amarre

La viga de amarre crítica se encuentra en el pórtico 3 en la dirección X.

1. Diagrama de momentos

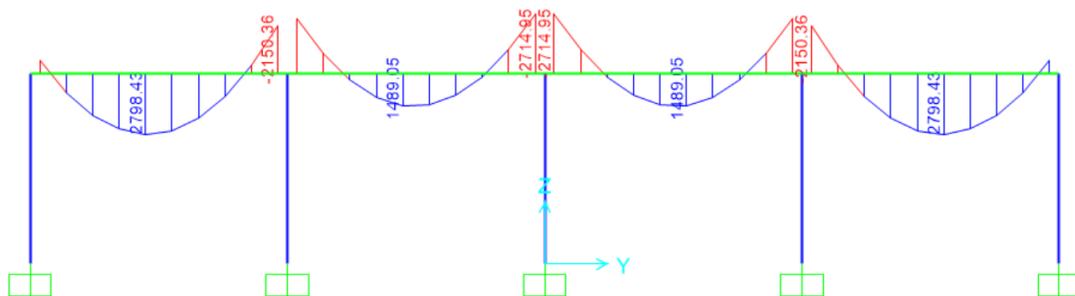


FIGURA 15. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGA CRÍTICA DE AMARRE TÍPICA

El análisis se realizó empezando a 0.175 metros. Para el caso del salón de eventos se utilizaron 3 barras número 5 como refuerzo mínimo y no se requirió refuerzo adicional.

En la carpeta de Anexos se encuentra el diseño completo de la viga de amarre del salón de eventos.

2. Diagrama de cortantes

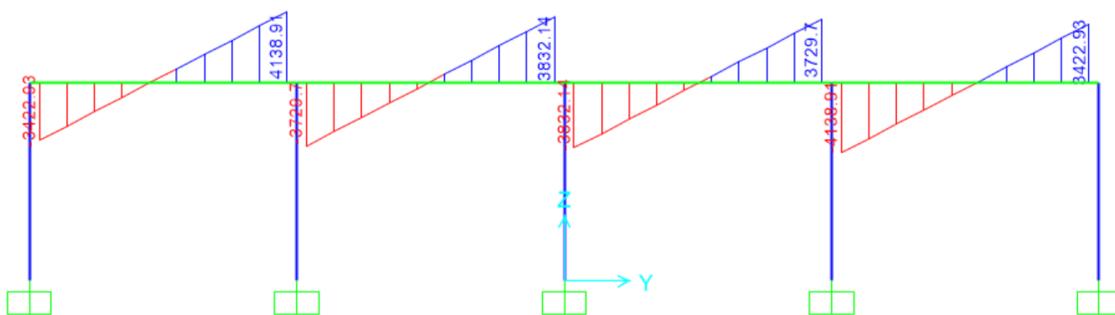


FIGURA 16. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGA CRÍTICA DE AMARRE TÍPICA

Para el caso del salón de eventos se utilizaron flejes número 3. En las zonas confinadas separados cada 8 cm y en las no confinadas, separados cada 15 cm.

➤ Viguetas

Las fuerzas internas se obtienen para cada tipo de vigueta por medio del modelo computacional realizado en SAP2000. El análisis de fuerzas internas se desarrolló teniendo en cuenta la combinación de carga $1.2D+1.6L$ previamente definida en el modelo. Estas fuerzas internas se adquieren cara 0.2 metros con el fin de realizar un diseño detallado. A continuación, se muestran los parámetros iniciales para el diseño de las viguetas:

TABLA 12. PARÁMETROS INICIALES PARA EL DISEÑO DE VIGUETAS – SALÓN DE EVENTOS

h _{vig} (m)	0.35
d' (m)	0.04
d (m)	0.31
b _{vig} (m)	0.12
h _c (m)	0.35
b _c (m)	0.35
f _c (Mpa)	28
f _y (Mpa)	420
E _c (Mpa)	27805.575
E _s (Mpa)	200
β ₁	0.8
ε _c	0.003
ε _t	0.005
ε _y	0.0021
Φ flexión	0.9
Φ cortante	0.75

Diseño a flexión

El diseño a flexión de las viguetas se llevó a cabo teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas anteriormente en diseño a flexión de las vigas, con una única diferencia en el d', el cual ahora es de 4 cm.

Diseño a cortante

El diseño a cortante de las viguetas se llevó a cabo teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas anteriormente en diseño a cortante de las vigas, pero en el caso de las viguetas se hará uso de barras número 3 para los flejes.

1. **Diagrama de momentos:** Como criterio de diseño, se usará el mismo diagrama de momentos de la viga de amarre.

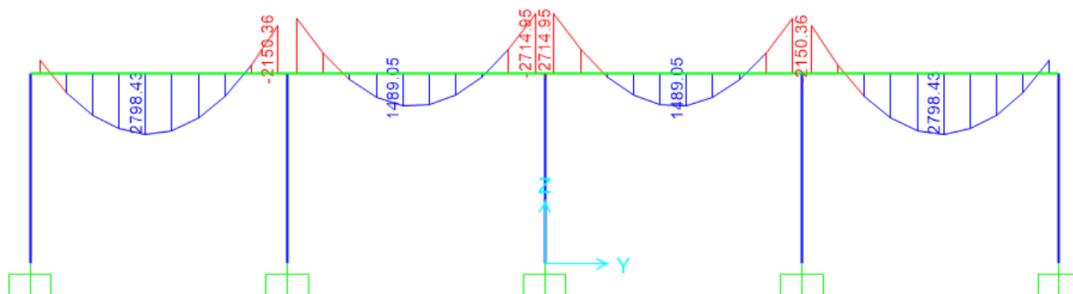


FIGURA 17. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGUETA TÍPICA

El análisis se realizó empezando a 0.175 metros. Para el caso del salón de eventos se utilizó 1 barra número 5 como refuerzo mínimo y no se requirió refuerzo adicional.

En la carpeta de Anexos se encuentra el diseño completo de la viga típica del salón de eventos.

2. Diagrama de cortantes

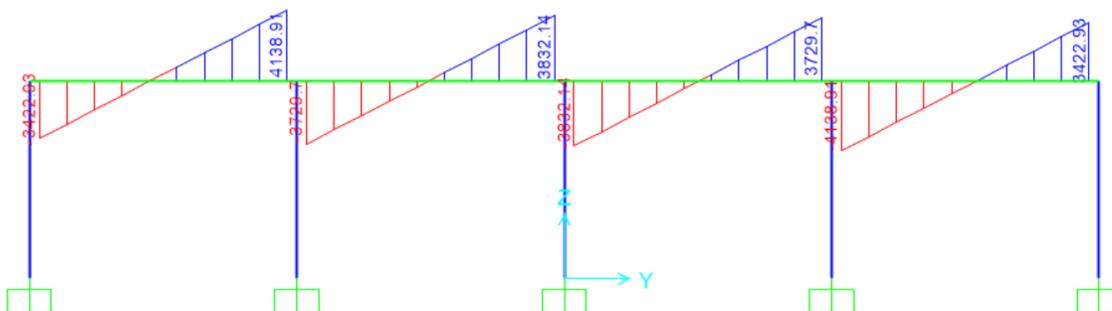


FIGURA 18. DIAGRAMA DE MOMENTOS VIGUETA TÍPICA

Para el caso del salón de eventos se utilizaron flejes número 3. En las zonas confinadas separados cada 8 cm y en las no confinadas, separados cada 15 cm.

- Columnas

Diseño a flexo-compresión

En primer lugar, se obtuvieron las fuerzas internas para las siguientes combinaciones de carga con el fin de graficar la mayor cantidad de puntos posibles dentro del diagrama de interacción y, finalmente, determinar si el diseño a flexo-compresión de la columna es adecuado:

$$1.2D + 1L \pm E$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + 1.6L + 0.8W$$

$$1.2D + 0.25L$$

Para el diseño de las columnas, la cuantía debe estar entre el 1 y el 4%. Inicialmente las se diseñaron con una cuantía del 1% y, en caso de que los puntos de las solicitaciones se encontraran por fuera del diagrama de interacción, se aumentó la cuantía según la necesidad. A continuación, se muestran algunas de las fórmulas empleadas para la elaboración del diagrama de interacción:

$$C = 0.85 * f'_c * \beta_1 * c * h_c$$

$$P = C + \sum F_{si}$$

$$M = C \left(c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \sum F_{si}(c - d_{si}) - P_b(c - 0.5b_c)$$

Es necesario reducir las resistencias nominales con un valor de phi, el cual varía según la deformación unitaria de la última fibra de acero en consideración de la siguiente manera:

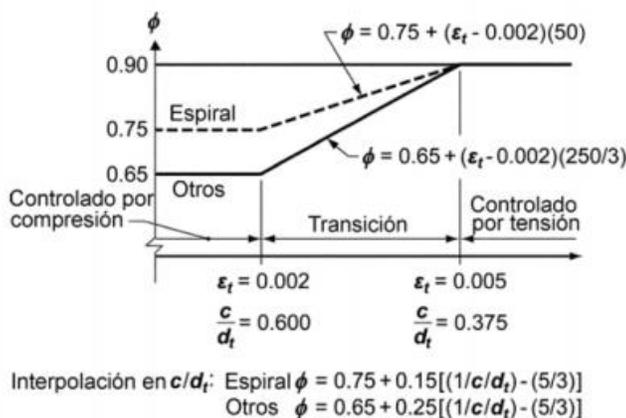


FIGURA 19. INTERPOLACIÓN PARA LOS DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN

Finalmente, se grafican los puntos de las solicitaciones. En caso de que se encuentren por fuera del diagrama de interacción, es necesario aumentar la cuantía de acero y/o redimensionar.

Diseño a cortante

Es importante resaltar que para este diseño se tuvieron en cuenta los máximos valores para cortante de la combinación de carga $1.2D + 1L \pm E$. En adición, se hizo uso de barras número 5 exclusivamente para los flejes de las columnas y estos deben estar a una separación de $h_x \leq 35cm$.

De acuerdo con el capítulo C.21.2, para los diseños a cortante de las columnas con capacidad de disipación DMI es necesario tener en cuenta las consideraciones del capítulo C.21.3.3 de la NSR-10:

<p>C.21.3.3 — Resistencia al cortante</p> <p>C.21.3.3.1 — El ϕV_n de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):</p> <p>(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.</p> <p>(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el Título A del Reglamento NSR-10.</p>	<p>sentido de las manecillas del reloj como en sentido contrario a las manecillas del reloj. La Figura CR21.3.3 muestra solo una de las dos opciones que se deben considerar en cada miembro. La carga axial mayorada, P_u, de las columnas debe escogerse de tal manera que los momentos resistentes sean los mayores que se puedan obtener.</p> <p>Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\phi = 1.0$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. Como se indica en la figura R21.3.3, el cortante asociado con esta condición $[(M_u + M_{ur})/l_n]$ se suma algebraicamente al cortante debido a las cargas mayoradas gravitacionales para obtener así el cortante para el cual debe diseñarse la viga. En el ejemplo mostrado, tanto la carga muerta, W_D, como la carga viva, W_L, se han supuesto uniformemente distribuidas. Los efectos de E actuando verticalmente deben tenerse en cuenta si así lo requiere el criterio del ingeniero diseñador.</p>
<p>C.21.3.3.2 — El ϕV_n de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b):</p> <p>(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.</p> <p>(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_e.</p>	<p>Las dos opciones para calcular el cortante resistente de elementos de pórtico (vigas y columnas) han existido desde el Reglamento ACI 318-83. Su objetivo siempre ha sido simplificar, en algo, el trabajo del diseñador estructural. La opción (b) tanto en C.21.3.3.1 o C.21.3.3.2 cubre automáticamente la opción (a) de las dos secciones pues su redacción claramente indica que las dos opciones pueden ser tomadas como tales, o la una o la otra. De esta manera, con cualquiera de las opciones, se diseña una resistencia a cortante razonable tanto para vigas como para columnas. La variación introducida en el ACI 318-11 de exigir el valor de Ω_e refleja la importancia relativa, para la seguridad de la estructura, de las columnas con respecto a las vigas.</p>
<p>C.21.3.4 — Vigas con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)</p> <p>C.21.3.4.1 — El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm.</p> <p>C.21.3.4.2 — La excentricidad respecto a la columna que le da apoyo no puede ser mayor que el 25% del</p>	

El recuadro rojo muestra las consideraciones sísmicas para el diseño a cortante de columnas. El literal (a) hace referencia al diseño teniendo en cuenta el momento probable y el literal (b) hace referencia a una amplificación de los cortantes.

En contraste, el recuadro verde muestra los comentarios acerca de los dos literales mencionados. En dicho recuadro se observa que al ejecutar la opción (b) se cubre automáticamente la opción (a). Así pues, el diseño a cortante mediante el análisis de momento probable no se llevó a cabo y, en vez de esto, se amplificaron los cortantes por medio de $\Omega_0 = 3$.

A continuación, se presentan las fórmulas y consideraciones tenidas en cuenta para el diseño a cortante de las columnas:

- Resistencia del concreto:

$$V_c = \begin{cases} N_u > 0 \rightarrow 0,17 * \left(1 + \frac{N_u}{14Ag}\right) * \sqrt{f'c} bd; N_u = P_u \\ N_u < 0 \rightarrow 0 \end{cases}$$

- Cortante requerido: A partir de los valores de V_u y de V_c , se calcula la resistencia a cortante requerida.

$$V_{s\text{ requerido}} = \begin{cases} \frac{V_u}{0.75} - V_c > 0 \rightarrow \frac{V_u}{0.75} - V_c \\ \frac{V_u}{0.75} - V_c < 0 \rightarrow 0 \end{cases}$$

- Área de refuerzo a cortante mínima:

$$A_{v\text{min}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,062\sqrt{f'c} * b * S}{f_y} \\ \frac{0,35 * b * S}{f_y} \end{array} \right.$$

- Separación requerida:

$$S_{req} = \frac{A_{sv} * f_{yt} * d}{V_{s\text{ req}}}$$

- Separación máxima:

$$S_{m\acute{a}x} = d/2$$

- Separación de diseño: Al tratarse de una estructura DMI, no se tienen estrictos requisitos sísmicos en las zonas de traslapo ni confinamiento, por lo tanto, obedeciendo el capítulo C.11.4.6 de la NSR-10, separación de diseño será igual a la requerida -a menos que sea mayor a $d/2$ -, aproximando al centímetro inferior

Columna típica

1. Diagrama de interacción

A continuación, se presentan los parámetros de diseño de la columna típica, seguidos del acero utilizado para cada una de las filas. Para el caso del salón de eventos, se usaron barras número 6.

TABLA 13. PARÁMETROS DE DISEÑO A FLEXO-COMPRESIÓN - COLUMNA TÍPICA – SALÓN DE EVENTOS

Ec (Mpa)	24870.062
Es (Mpa)	200000.000
ec	0.0030
ey	0.0021
f'c (Mpa)	28.000
fy (Mpa)	420.000
dimX (m)	0.35
dimY (m)	0.35
As total deseado (cm ²)	12.25
pDeseado	0.010
AsReal (cm ²)	12.25
pReal	0.010
d' (m)	0.080
#filas	4
Sx (m)	0.15
d (m)	0.270
B1	0.800
Ag (m ²)	0.123

TABLA 14. ACERO DE REFUERZO - COLUMNA TÍPICA – SALÓN DE EVENTOS

#filas	As (cm2)	112.200	dFila
1	As1 (cm2)	7.960	0.080
2	As2 (cm2)	3.980	0.230
3	As3 (cm2)	3.980	0.380
4	As4 (cm2)	7.960	0.530

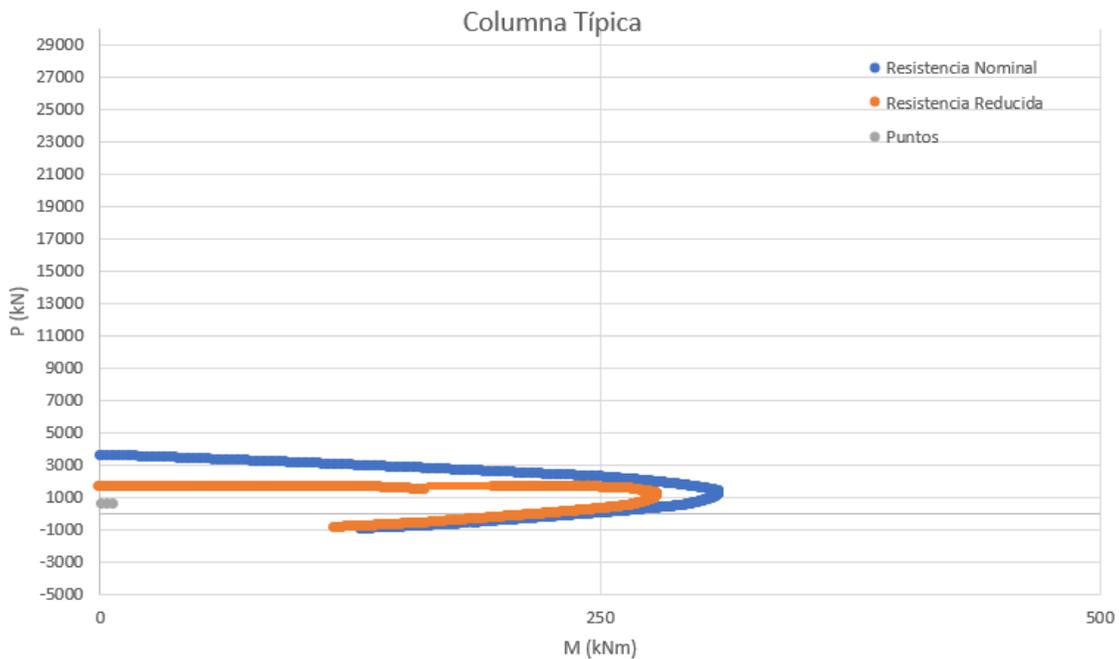


FIGURA 20. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN COLUMNA TÍPICA SALÓN DE EVENTOS

Como se puede observar en la figura 20, todos los puntos de las solicitaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo tanto, el diseño a flexo-compresión es correcto.